

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

VIII. JAHRGANG 1911.

NO. 7.

Gewölbte Hallenüberdeckung im Krematorium Dresden-Tolkewitz.

Von A. Sutter, Ober-Ingenieur der Wayss & Freytag A.-G., Dresden.

Nächstehend geben wir die wesentlichsten Konstruktionszeichnungen sowie eine Uebersicht der statischen Behandlung der von uns im vergangenen Jahr ausgeführten Hallen-Überwölbung in Eisenbeton des Krematoriums in Dresden-Tolkewitz wieder, die in ihrer Art etwas von den gewöhnlichen Konstruktionen Abweichendes bietet und einen Weg weist zur Behandlung analoger, statisch nicht ohne weiteres klarliegender Fälle.

Der durch eine gewölbte Konstruktion zu überdeckende Hallen-Grundriß ist hufeisenförmig, d. h. es schließt sich eine Halbellipse an die eine kurze Seite eines Rechteckes an (vergl. den Grundriß Abb. 1, S. 51). Es ergibt sich dadurch ein Tonnengewölbe über dem Rechteck mit anschließender Halbkuppel (vergl. den Längsschnitt Abb. 2, S. 51). Ein gemeinsamer Fußrahmen von der Form des Grundrisses dient zur Aufnahme der Horizontal-schübe, da die Mauerwerkspfeiler hierzu nicht fähig sind, indem dem Kantenpressungen von 60—70 kg/qcm entstehen würden, die zum mindesten das Absprengen der Ecken befürchten ließen.

Durch Anordnung dieses biege-festesten Rahmens wird das Mauerwerk lediglich auf Druck beansprucht, und zwar höchstens mit 2—3 kg/qcm.

Der Fußrahmen (Abbildungen 3, 4 und 5) ist als Zweigelenkbogen mit Zugband behandelt, wobei indessen das letztere an der der Halbellipse entgegengesetzten Seite des Rechteckes nicht in die Ebene des Rahmens gelegt werden konnte, da in dieser Richtung ein weiterer gewölbeartig überdeckter Raum anschließt. Das Zugband muß also als Rahmen für sich senkrecht zur Ebene des Fußringes ausgebildet werden.

Die Kreuzungspunkte der beiden Rahmen wirken allerdings nicht mehr als Gelenke, wie vorausgesetzt, indessen sind die Einspannmomente ziemlich unbedeutend, da die Rahmen nicht in derselben Ebene wirken. Die angeordnete Armierung trägt diesen Zusatzmomenten bzw. Nebenspannungen überdies Rechnung. Die Ergebnisse unserer Berechnung erscheinen so höchstens zu

ungünstig. Die statische Untersuchung setzt sich aus vier Teilen zusammen, nämlich derjenigen des Tonnendaches, der anschließenden elliptischen Halbkugel, des Fußrahmens und des bogenförmigen Zugbandes.

1. Tonnengewölbe.

Als Belastung kommen außer Eigengewicht samt Vorsatzbeton in Betracht:

die äußere Dacheindeckung aus Kupferblech auf Schalung einschließlich Holzbalken	50 kg/qm
Korkisolierung	25 "
Ständige Last	75 kg/qm
Schnee und Wind als zufällige Last	125 "

Insgesamt 200 kg/qm Grundfläche.

Das Tonnengewölbe ist als im Fußrahmen eingespannter Bogen zu betrachten. Seine Stärke wechselt von 0,15—0,2 m. Die Berechnung wurde vorgenommen a) für Vollbelastung, b) für einseitige Belastung durch Schnee und Wind.

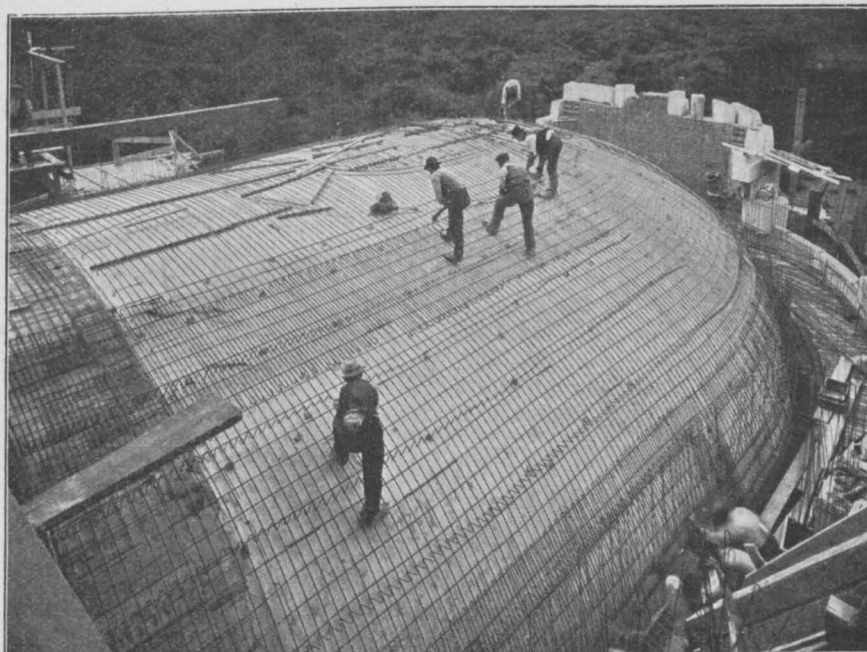


Abbildung 6. Aufsicht auf die eingeschaltete Kuppel mit den verlegten Eisen.

Für den ersten Lastfall ist die infolge der großen Elastizität des Gewölbes zulässige Annahme gemacht, daß die Drucklinie durch Scheitel- und Kämpfermitte gehe. Ein durch diese Punkte gelegtes Seileck der auftretenden Gesamtkräfte für die einzelnen Lamellen führt daher auf rasche Weise zum Ziel. Für einseitige Belastung dagegen, welcher Fall der ungünstigere ist, wurde die Berechnung auf Grund der Elastizitäts-Theorie nach dem bekannten Verfahren von Prof. Mörsch durchgeführt.

Das nähere Eingehen auf die beiden Untersuchungen bietet nichts Neues und wird deshalb hier unterlassen.

Die auftretenden größten Spannungen aus Biegung mit Achsialdruck ergeben sich mit Hilfe der entsprechenden Kurven in „Prof. Mörsch, Der Eisenbetonbau“ zu $\sigma_{b \max} = 37 \text{ kg/qcm}$ Druck im Beton, $\sigma_{e \max} = 880 \text{ kg/qcm}$ Zug im Eisen.

2. Elliptische Halbkugel.

Man dürfte ohne weiteres annehmen, daß die Abmessungen des tonnenförmigen Teiles auch hier genügen; man benötigt indessen die von der Kuppel ausgehenden Schübe auf den Fußrahmen zur Berechnung des letzteren und aus diesem Grunde muß eine besondere Untersuchung vorgenommen werden.

Wie aus Abbildung 3 ersichtlich, ist die eine Symmetriehälfte des kuppelförmigen Teiles entsprechend den zwei verschiedenen Radien im Grundriß in die Sektoren 6—9 einerseits und 10—13 andererseits eingeteilt, die je unter sich gleich sind.

Für jede dieser beiden Sektorenreihen ist nun die Berechnung auf graphische Weise durchgeführt worden, einerseits unter der Annahme, daß die Drucklinie auf Scheitel und Kämpfer durch die Fugenmitte gehe, bei voller Unabhängigkeit des Sektors von den benachbarten, und andererseits wurden nach Art der üblichen Annäherungs-Berechnung für die Schwedler'schen Fachwerkkuppeln die Meridian- und Ringkräfte ermittelt.

Das zu berechnende Gebilde ist nun weder ein gewöhnliches Gewölbe noch eine Kuppel im Sinne der Schwedler'schen Fachwerkkonstruktion, weshalb keine der vorgenommenen Berechnungen das Richtige trifft. Diese beiden Annahmen entsprechen aber den äußersten Grenzfällen, sodaß man durchaus sicher geht, wenn man die Dimensionierung in der Meridianrichtung wie für das Gewölbe durchführt und die Ringarmierung nach Schwedler berechnet. Die Untersuchung, die sich in bekannten Bahnen bewegt, wurde für Vollbelastung vorgenommen.

Die Armierung besteht aus 10 Eisen von 10 mm Durchm. je oben und unten in der Meridianrichtung (dieselbe wie beim Tonnengewölbe) und 10 × 10 mm als Ring. Die größten auftretenden Spannungen sind:

$\sigma_e = 28,3 \text{ kg/qcm}$ Druck in der Meridianrichtung,
 $\sigma_e = 878 \text{ kg/qcm}$ Zug in der Meridianrichtung,
 $\sigma_e = 836 \text{ kg/qcm}$ Zug in der Ringrichtung.

Die Horizontalschübe auf den Fußrahmen ergeben sich größer nach Schwedler und es werden daher diese der Berechnung des Fußrahmens zugrunde gelegt.

3. Fußrahmen (Abbildungen 3, 4 und 5).

Die Berechnung wird vorgenommen, wie wenn das Zugband in derselben Ebene läge wie der Rahmen.

Denkt man sich das eine Gelenk B festgehalten, so verschiebt sich der andere Endpunkt A des Zugbandes in seiner Richtung und diese Verschiebung ist natürlich gleich der Verlängerung des Zugbandes.

Auf Grund der Formänderungsarbeit ergibt sich diese Verschiebung zu

$$\Delta l = \int_0^l \frac{M_x \cdot y \cdot ds}{J \cdot E_b} = \frac{Z \cdot l}{E \cdot f_e},$$

wo M_x das Moment eines beliebigen Punktes, Z die Kraft im Zugband, E_b und E die Elastizitätsmoduln des Betons bzw. des Eisens, f_e die Eiseneinlage des Zugbandes bedeuten.

Ist M_0 das Moment der äußeren Kräfte für einen beliebigen Punkt für den Fall $Z = 0$, also für den einem gewöhnlichen Balken gleich errichteten Bogen, so wird

Abbildung 4.
Grundriß
der Kuppel,

mit der Armierung des Gewölbes und des Fußrahmens

Eiseneinlagen,
des Fußrahmens
und der
Tonnenkuppel.

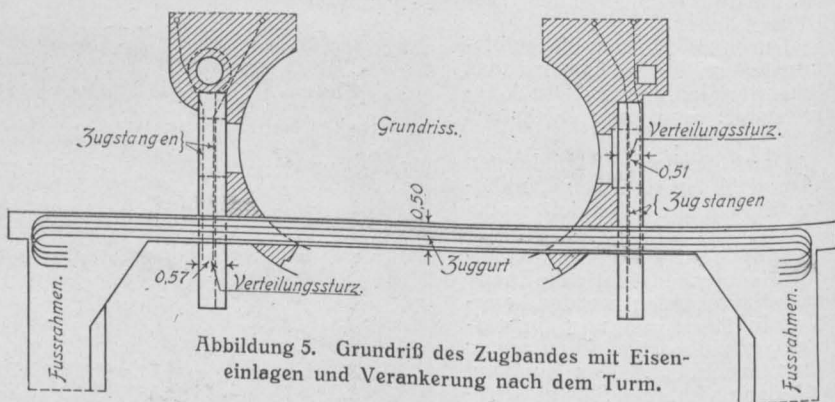
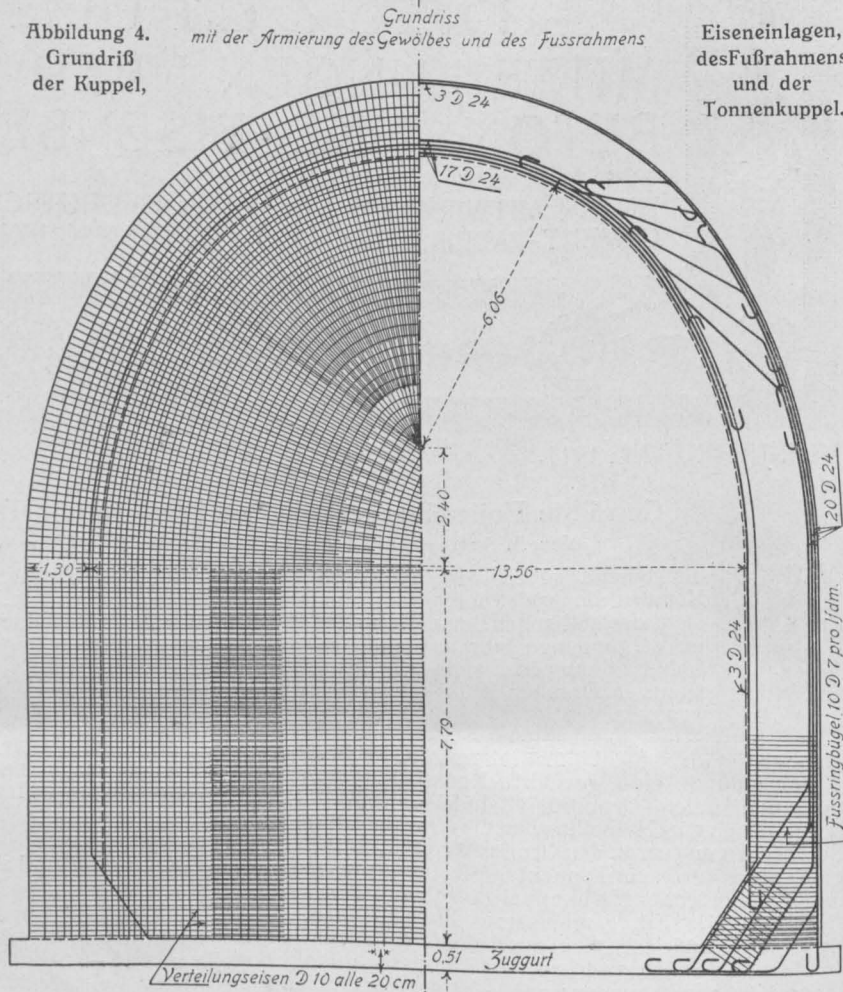


Abbildung 5. Grundriß des Zugbandes mit Eiseneinlagen und Verankerung nach dem Turm.

$$M_x = M_0 - Z \cdot y, \text{ also}$$

$$Z = \frac{\int_0^l \frac{(M_0 y - Z y^2) ds}{J \cdot E_b}}{\int_0^l \frac{y^2 ds}{J E_b} + \frac{l}{E \cdot f_e}} = \frac{\int_0^l \frac{M_0 y ds}{J \cdot E_b}}{\int_0^l \frac{y^2 ds}{J E_b} + \frac{l}{E \cdot f_e}} = \frac{\int_0^l M_0 y ds}{\int_0^l y^2 ds + \frac{l \cdot J \cdot E_b}{E f_e}}$$

Für die Berechnung dieses Ausdruckes wurde der Rahmen in $2 \cdot 13 = 26$ Lamellen eingeteilt und die Integration durch Summation ersetzt, wobei:

$$E_b = 10, J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,60 \cdot 1,50^3}{12} \text{ m}^4, l = 2 \cdot 7,305 = 14,61 \text{ m},$$

$I_e = 30 \text{ qcm}$ gesetzt wird.

Die rechnerische Auswertung liefert $Z = 26,40 \text{ t}$.

$$e = \frac{M_{0s} - H \cdot y_s}{N} = \frac{R_s \cdot e_s - A \cdot x_s - H \cdot y_s}{N}$$

Die größte Beanspruchung des Rahmens tritt in Lamelle 4 auf, wo

$$\sigma_b = -\frac{14900}{60 \cdot 150} \pm \frac{1490000 \cdot 538 \cdot 6}{60 \cdot 150^2} = +34,0 \text{ kg/qcm}$$

$$= -37,4 \text{ kg/qcm}$$

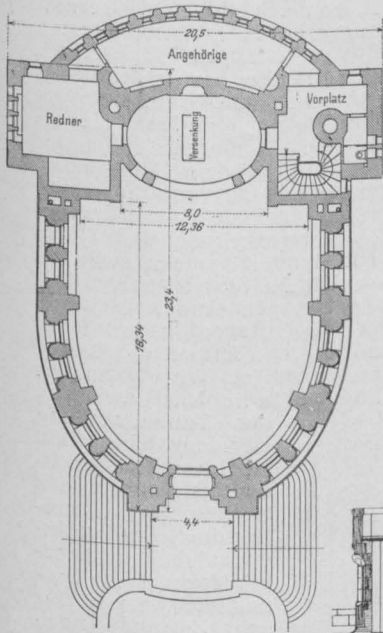


Abbildung 1.
Grundriß des Krematoriums
(1:400). Architekt Professor
Fritz Schumacher, Bau-
direktor in Hamburg.

Abbildung 2.
Längsschnitt in der Hauptachse (1:250).

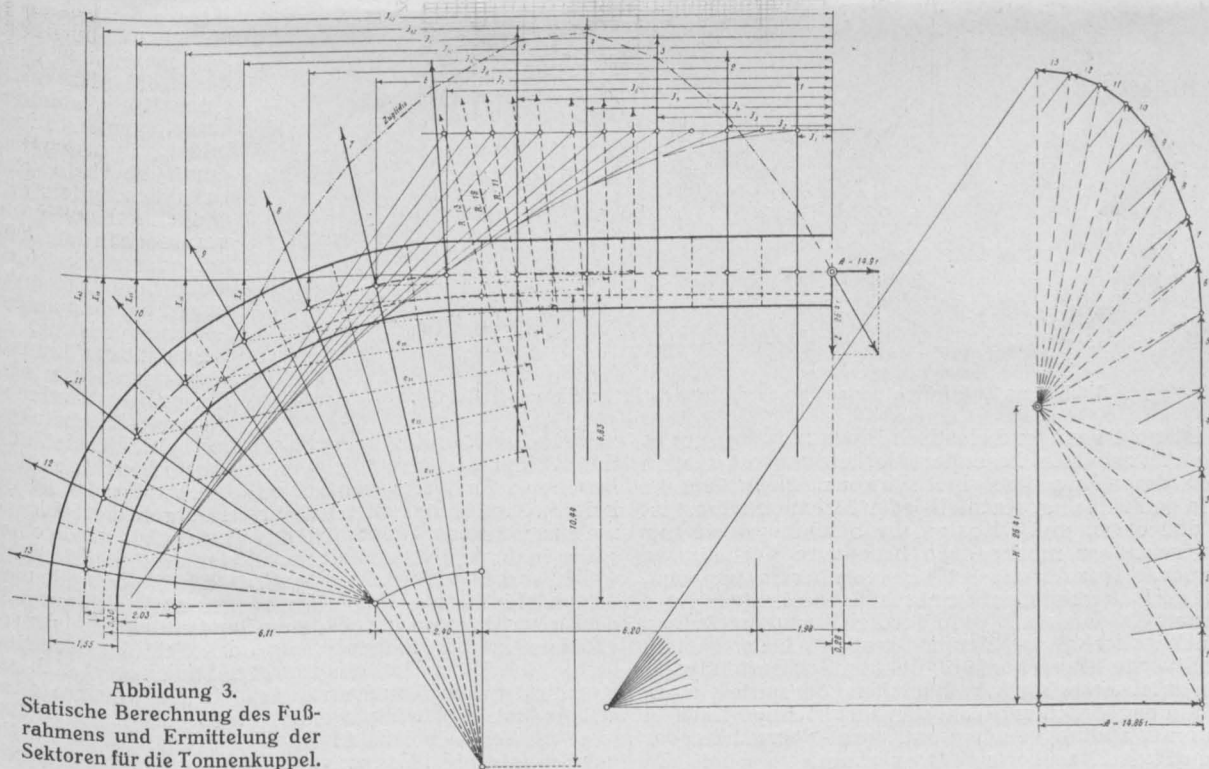
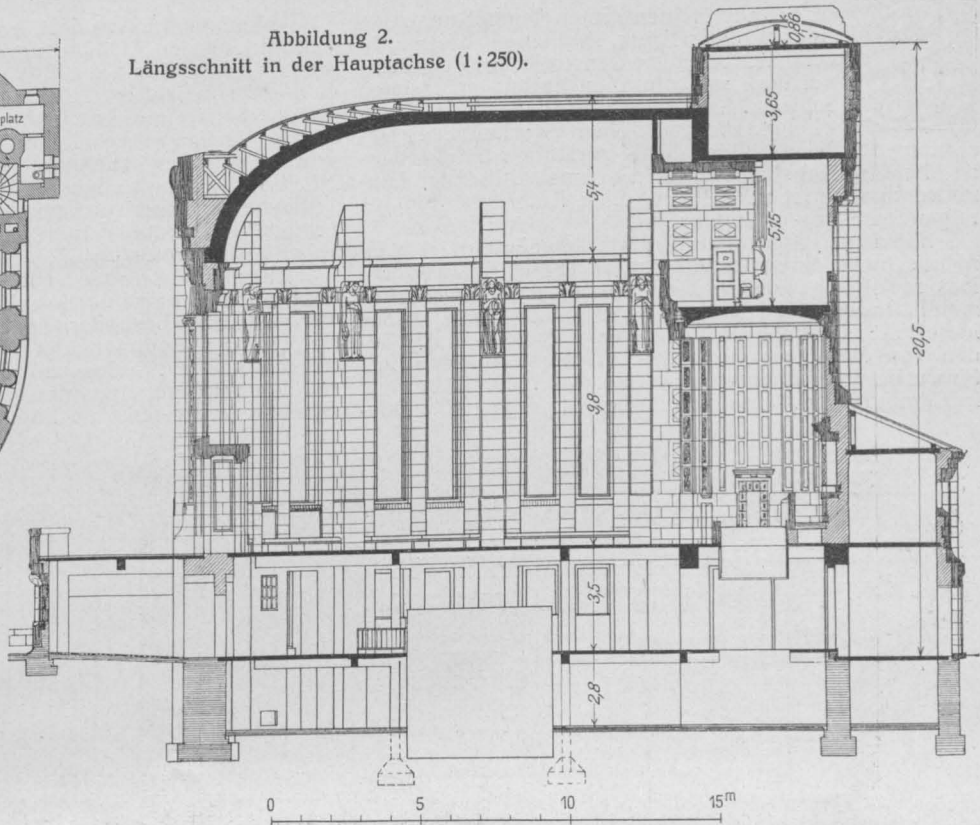


Abbildung 3.
Statische Berechnung des Fußrahmens und Ermittlung der Sektoren für die Tonnenkuppel.

Damit lassen sich nun an jeder beliebigen Stelle des Rahmens das Moment und die Achsialkraft berechnen.

In der Abbildung 3 sind die Resultierenden für die verschiedenen Schnitte konstruiert, wobei $M_0 = \text{Res.} \times \text{Abstand } e - A \cdot x$.

Aus dem Kräfteplan ergibt sich $A = 14,86 \text{ t}$. Im Weiteren ist die Zuglinie eingezeichnet, wobei zur Kontrolle ihre Exzentrizität im Scheitelschnitt analytisch bestimmt wurde aus

Die Zugkraft im Eisen ergibt sich zu

$$Z_e = \frac{b^2 \cdot h^3 \cdot \sigma_z^2}{24 M} = 88500 \text{ kg und die Zugspannung des-}$$

selben bei einer Eiseneinlage an der Zugseite von 20 Eisen mit 24 mm Durchm. = 90,5 qcm zu:

$$\sigma_e = \frac{88500}{90,5} = 978 \text{ kg/qcm.}$$

Entsprechend sind auf Grund der Rechnung alle anderen Querschnitte armiert.

Die Längskraft A gleich der Projektion aller auf eine Rahmenhälfte wirkenden Kräfte H auf die Längsachse überträgt sich wohl allmählich auf die Umfassungsmauern.

Um jedoch diesen nichts zumuten zu müssen, wird von den angenommenen Gelenkpunkten aus eine Verankerung des Rahmens mit dem massiven Mauerwerk der Ecktürme durch je zwei Maueranker von 32 mm Durchm. angeordnet (Abbildung 5). —

(Schluß folgt.)

Etwas über Tunnelbau mit Schild und Preßluft. Versuche mit Ausmauerung in Beton.

Von Ingenieur M. Hallinger und S. Fagerberg in Hamburg.

Seit Brunel seinen ersten Tunnel mit Hilfe eines Schildes baute, sind eine größere Zahl verschiedenartiger Konstruktionen versucht worden, um die mancherlei technischen Schwierigkeiten der Schildbauweise zu überwinden. Die Frage einer zweckmäßigen Gestaltung des Brustschildes dürfte vorläufig zur Zufriedenheit beantwortet sein. Nur für die Konstruktion der Tunnelwandungen ist noch keine, allen Anforderungen genügende Lösung gefunden.

Mit den häufig verwendeten Eisenmänteln ist wohl nicht schwer, einen absolut dichten Tunnel herzustellen. Das meist angewendete Gußeisen ist auch gegen Rost ziemlich widerstandsfähig. Die geringe Elastizität dieses Materials ist jedoch ein Mangel, der aus statischen Gründen von der Verwendung des Gußeisens absehen ließ. So wurde unter anderem auch bei dem neuen Elbtunnel in Hamburg der Mantel aus Flußeisen hergestellt. Das-

Jedenfalls müssen dort, wo die Schildbauweise ernstlich mit anderen Ausführungsarten in Wettbewerb treten soll, in erster Linie die Kosten herabgedrückt werden. In dieser Hinsicht ist das vom Hamburgischen Sielwesen ausgearbeitete und seit Jahren an zahlreichen Bauten erprobte Verfahren vorbildlich zu nennen. Nach diesem wurden von der genannten Behörde mehrere Kilometer Stammsiele zum großen Teil in fließendem Gebirge und unter Straßen mit starkem Verkehr zu verhältnismäßig billigen Preisen ausgeführt und trotzdem ganz hervorragend solide, mustergültige Bauwerke geschaffen. *)

Ein nennenswerter Uebelstand ist jedoch auch bei dieser Arbeitsweise noch vorhanden, oder tritt eigentlich gerade hierbei besonders hervor. Während des Mauerns der Tunnelwandungen oder während des Einsetzens der Eisenlamellen ist das ganze Profil immer durch den Schildmantel gehalten und geschützt. Wird dann der Schild vorgetrieben, so bildet sich natürlich zwischen

der Tunnelwandung und dem Gebirge ein Hohlraum, entsprechend der Stärke des Schildmantels vergrößert durch etwaige Ungenauigkeiten im Vorwärtreiben. Da das Tunnelmauerwerk in diesem Zustande noch keine Festigkeit besitzt, tritt sofort hinter dem Schildmantel ein Setzen und Verdrücken desselben ein, die Widerlager weichen nach beiden Seiten aus und der Scheitel senkt sich dementsprechend, sodaß häufig Risse entstehen und das Profil nicht mehr einen Kreis, sondern eine liegende Ellipse bildet. Die sich dadurch oberhalb des Gewölbescheidels bildenden Hohlräume verursachen dann früher oder später muldenförmige Einsenkungen auf dem unterfahrenen Gelände.

Besteht die Tunnelwandung aus starkem Eisenpanzer, welcher gegen Verdrücken

selbst schon standfest ist, so lassen sich beide Uebelstände durch Einpressen von Mörtel unter hohem Druck ziemlich beheben, oder doch wesentlich mildern. Anders ist dieses bei Mauerung. Eingespritzter Mörtel füllt wohl die Hohlräume aus, verhindert aber nicht das Verdrücken des Profils. Da er in der kritischen Zeit noch keine Festigkeit besitzt, weicht er dort aus, wo Druck auftritt, d. h. in der Sohle und an den Widerlagern. Gegen Verdrücken des Profils hat sich das Einspritzen von getrocknetem Sand mittels Sandstrahlgebläses in unmittelbarer Folge des Schildvortreibens besser bewährt. Der eingespritzte Sand lagert sich so fest hinter dem Mauerwerk, daß ein Ausweichen desselben fast gänzlich verhindert wird. Dagegen ist der trockene Sand aber nicht beweglich genug und der durch das Sandstrahlgebläse erzeugte Druck nicht ausreichend, um alle Hohlräume auszufüllen. Namentlich dort, wo das Gebirge unmittelbar hinter dem Brustschild nachzusacken beginnt, gelingt dieses nicht, und es erscheinen über kurz oder lang die Einsenkungen auf der Geländeoberfläche.

Bei dem Bau von zwei parallelen Tunneln unter dem Bahnhof Wanne, ausgeführt für die Emscher-Genossenschaft in Essen-Ruhr durch die Firma Gebrüder Hal-

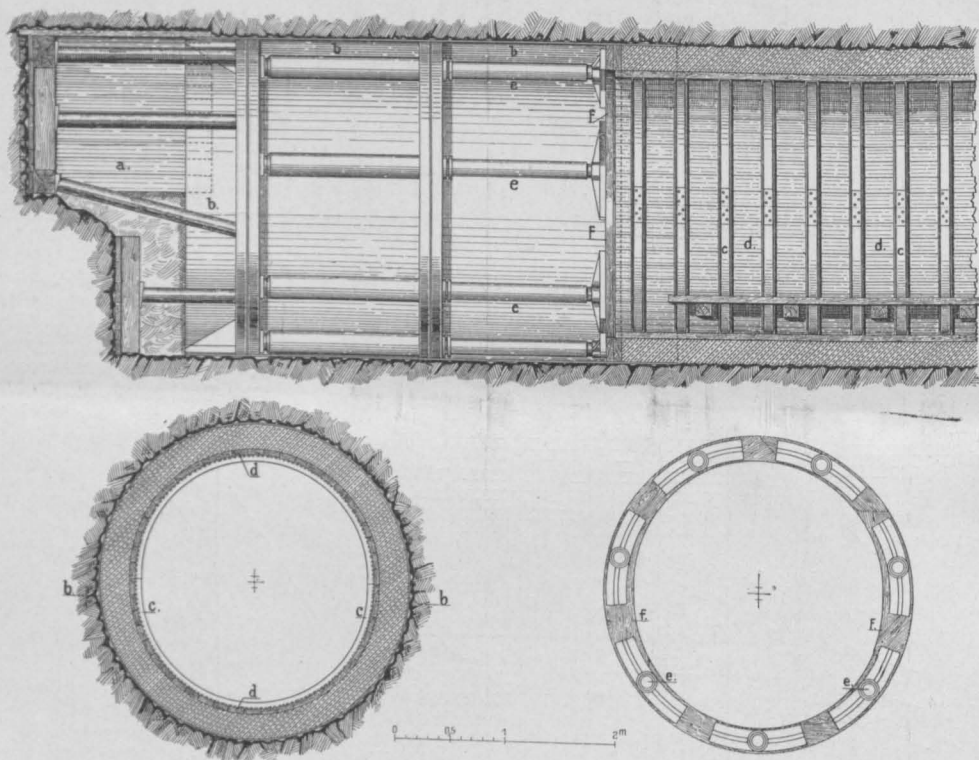


Abbildung 2. Einrichtungen für den Vortrieb in größerem Maßstabe.

selbe ist wohl genügend elastisch, doch müssen, um es vor Rost zu schützen, besondere Vorkehrungen getroffen werden, deren Zuverlässigkeit schwer nachzuprüfen ist.

Ein gemeinsamer Nachteil jeder Eisenmantelung ist aber, daß deren große Kosten die Schildbauweise nur dort verwendbar machen, wo besondere Verhältnisse jede andere Ausführungsart von vornherein von dem Wettbewerb ausschließen. Ferner ist das Einbringen eines Eisenmantels, so einfach es in der Zeichnung erscheinen mag, in Wirklichkeit mit ziemlich großen Schwierigkeiten und Zeitverlusten verbunden. Bekanntlich besteht jeder Eisenmantel aus einzelnen Lamellen, die mittels eines im Schild angebrachten Kranes in ihre richtige Lage in der Tunnelwandung gehoben und durch Schrauben oder Nieten mit den Nachbarlamellen verbunden werden. Da der Raum zwischen Tunnelwandung und Schildmantel immerhin eine undichte Stelle im Tunnel bildet und die Möglichkeit zum Entweichen von Druckluft und damit zu Wassereintrüben und Einspülen von Boden bietet, ist es von großem Interesse, denselben möglichst eng zu machen. Hierdurch entstehen aber wiederum bei jeder kleinen Abweichung des Schildes in lotrechter oder wagrechter Richtung Klemmungen der Lamellen und des ganzen Mantels im Schild, sodaß der Einbau oft viel Zeit und Mühe in Anspruch nimmt.

*) Vergl. Deutsche Bauzeitung Jahrgang 1907, S. 254 ff.

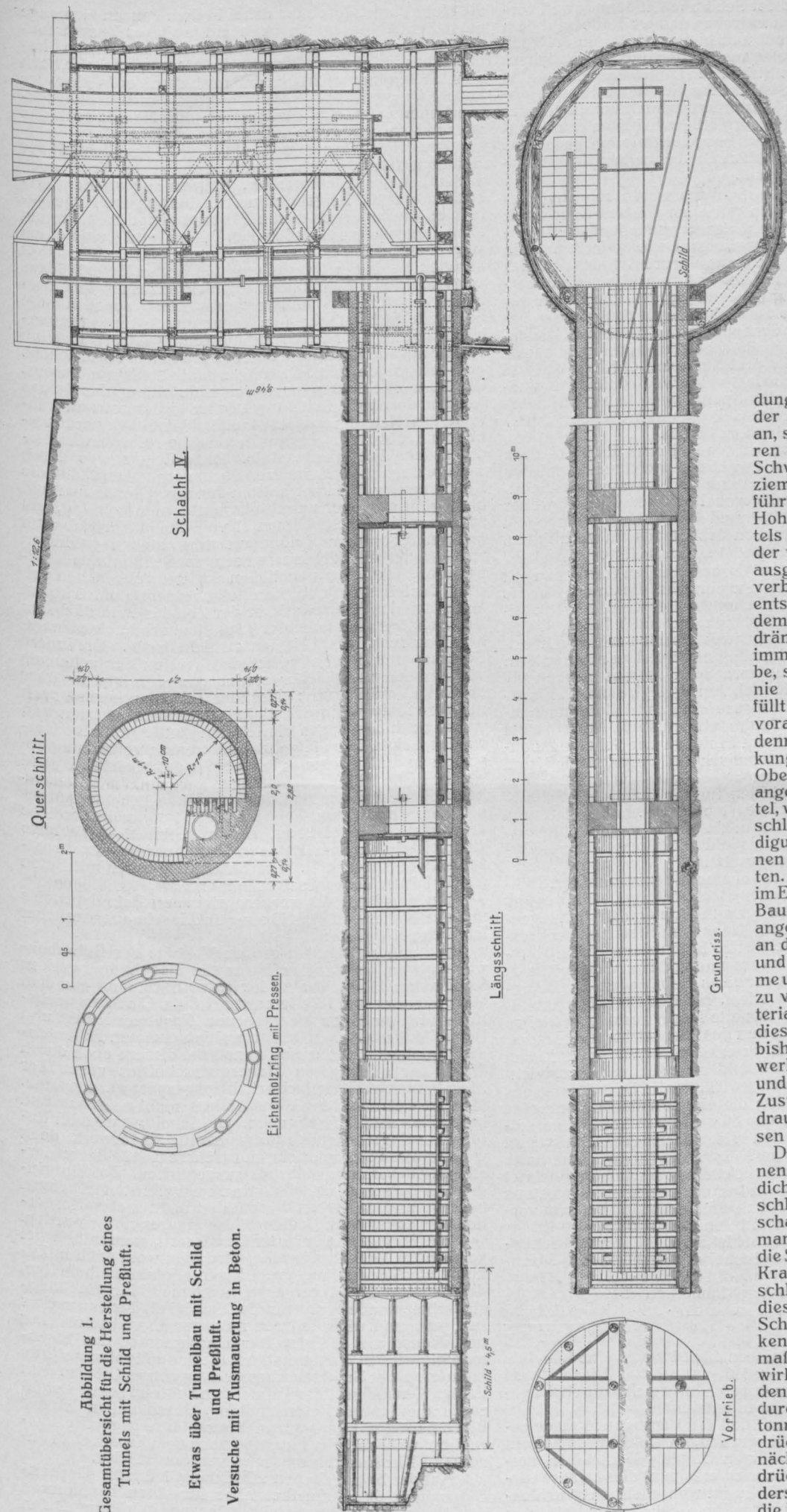


Abbildung 1.
Gesamtübersicht für die Herstellung eines
Tunnels mit Schild und Preßluft.

Etwas über Tunnelbau mit Schild
und Preßluft.
Versuche mit Ausmauerung in Beton.

linger in Hamburg haben sich diese Uebelstände ganz besonders bemerkbar gemacht. Es waren dort eine Anzahl stark befahrener Eisenbahngleise, vier massive Gebäude und zwei hohe Futtermauern zu unterfahren. Der Boden bestand in den oberen Schichten aus Fließsand, darunter lag toniger, wasserführender Kies und Grand und unten festgelegter, graugrüner, sehr stark wasserführender Mergel. Unter Anwendung von Druckluft stand der Boden ziemlich gut an, sodaß das Ausminieren keine besonderen Schwierigkeiten bot und ziemlich genau ausgeführt werden konnte. Die Hohlräume wurden mittels trockenem Sand in der vorerwähnten Weise ausgefüllt. Die hierbei verbrauchte Sandmenge entsprach jedoch niemals dem durch den Schild verdrängten Raum. Sie war immer kleiner als derselbe, sodaß die Hohlräume nie vollkommen ausgefüllt sein konnten. Wie vorausszusehen, traten denn auch bald Einsenkungen bis zu 8 cm an der Oberfläche auf, die trotz angewandter Gegenmittel, wie Abstützen, Unterschlemmen usw., Beschädigungen der unterfahrenen Gebäude verursachten. Es wurden darum im Einvernehmen mit der Bauverwaltung Versuche angestellt, um das Uebel an der Wurzel zu fassen und die lästigen Hohlräume unmittelbar durch das zu verwendende Baumaterial auszufüllen. Zu diesem Zwecke sollte das bisherige Ziegelmauerwerk durch Beton ersetzt und dieser in frischem Zustand durch die hydraulischen Schildpressen festgepreßt werden.

Der Beton war nach innen durch eine feste und dichte Schalung abzuschließen; die Außenschalung sollte der Schildmantel bilden, während die Stirnseite durch einen Kranz aus Holz verschlossen wurde. Gegen diesen sollten die Stemmshuhe der Pressen drücken, sodaß er gewissermaßen als Preßkolben wirkt und den Druck auf den Beton überträgt. Hierdurch soll das frische Betonmauerwerk beim Vordrücken des Schildes zunächst zusammen gedrückt werden, bis es Widerstand genug bietet, um die Reibung des Schildes

zu überwinden. Sobald der Schildmantel dann soweit vorgeschoben ist, daß sich zwischen seinem Ende und dem alten Mauerwerk ein Hohlraum bildet, soll der unter Druck stehende, plastische Beton ausweichen und die entstehenden Räume füllen. Die Stärke der Tunnelwandung müßte sich dabei um die Blechstärke des Schildmantels vergrößern. Auch alle beim Vorrücken durch herabfallendes Erdmaterial und weniger sorgfältiges Arbeiten entstehenden Löcher sollen hierdurch ausgefüllt werden, sodaß das Tunnelmauerwerk sich allen Unebenheiten des ausgebrochenen Gebirges anpaßt.

Zum Vordrücken des Schildes waren zehn hydraulische Pressen vorhanden mit einer Gesamt-Druckkraft von 500 t. Der Querschnitt des herzustellenden Mauerwerkes war 3 qm. Im Allgemeinen war jedoch nur ein Betriebsdruck von rd. 300 t zum Vorpresse des Schildes erforderlich, sodaß der Beton während des Arbeitsvorganges mit rd. 10 kg/qcm belastet wurde. Der Beton war als dickflüssige Masse zu rechnen und deshalb der gesamte Seitendruck von der Schalung aufzunehmen. Die statische Berechnung ergab, daß bei dem gegebenen Tunnel-Durchmesser von 3,25 m drei Ringe aus U-Eisen N.-P. 14 auf das lfdm Tunnel, sowie 8 cm starke Schalendielen genügen, um den auftretenden Spannungen beim Schildvortrieb und dem Druck des Gebirges während der Erhärtungszeit des Betons stand zu halten.

Der als Preßkolben wirkende Kranz muß so stark sein, daß er auch dann den Druck gleichmäßig auf den Mauerquerschnitt verteilt, wenn zur Steuerung des Schildes eine der Pressen ausgeschaltet wird. Er muß weiter dicht zwischen Schalung und Schildmantel eingepaßt sein, um ein Herausquellen des Betons zu verhindern. Die Stärke des Kranzes ergab sich mit 22 cm.

Nach Erledigung aller Vorbereitungen wurde nun mit den Versuchen begonnen und zunächst die untere Kalotte des Schildes mit Betonmischung vollgeschaufelt. Die Mischung bestand aus 1 Teil Zement und 7 Teilen Rheinkies. Wie schon erwähnt, wurde dieselbe sehr feucht angemischt, sodaß mit Stampfen nicht viel zu machen war. Nach Ausfüllung des unteren Schildraumes wurden die Bohlen für einen Teil der Schalung gelegt, dann die Eisenringe aufgestellt und in ihrer richtigen Stellung nach allen Seiten gegen den Schildmantel versteift. Nach diesem wurde unter gleichzeitigem Einlegen der Schalungsbohlen fortwährend die Betonmischung eingeschaufelt und soweit möglich festgestampft. Diese Arbeit geht sehr glatt und bequem von statten, nur die Füllung des Schlußstückes im Scheitel erfordert etwas mehr Sorgfalt und Geschicklichkeit. Nachdem das Profil vollständig ausbetoniert war, wurden alsbald die Pressen zum Vordrücken des Schildes angesetzt.

Die ganze Länge des auf einmal ausbetonierten Stückes war 1,1 m. Zur genauen Beobachtung der Bewegung des Holzkränzes waren feste Punkte an der rückliegenden Schalung angebracht. Nach dem Ansetzen der Pressen drückte sich zunächst der Beton rings herum ziemlich gleichmäßig um 4 cm zusammen. Nach diesem erst fing der Schild an, sich vorwärts zu bewegen. Die Betonmasse blieb nun so lange fest, bis das Ende des Schildmantels etwa 8 cm über das alte Mauerwerk vorgetrieben war. Von da an begann nun das Ausweichen des Betons, welches deutlich daran zu erkennen war, daß mit dem weiteren Vordringen des Schildes der Eichenkranz gleichmäßig immer weiter zurückwich. Nach Beendigung des Vortriebes von 1,1 m hatte die eingebrachte Betonmasse im Scheitel eine Länge von 86 cm, in der Sohle eine solche von 95 cm und in den Widerlagern rechts 91 cm und links 90 cm, im Mittel also 90,5 cm, der Eichenkranz hatte sich also um 19,5 cm nach rückwärts verschoben. Rechnet man hiervon ab die 4 cm Zusammenpressung des Betons vor der Bewegung des Brustschildes, so sind bei dem vorhandenen Mauerquerschnitt von 3 qm $3 \cdot 0,155 = 0,465 \text{ cbm}$ Beton in die Hohlräume entwichen. Der durch den Schildmantel verdrängte Raum ist bei der vorhandenen Blechstärke von 24 mm $3,9 \cdot 3,14 \cdot 0,024 \cdot 1,1 = 0,323 \text{ cbm}$, dazu kommen 6 eiserne Vortriebsbohlen mit

$$6 \cdot 0,017 \cdot 0,3 \cdot 1,1 = 0,033 \text{ „}$$

0,356 cbm.

Nach Abzug dieses Raumes bleibt noch eine fehlende Betonmasse von $0,465 - 0,356 = 0,109 \text{ cbm}$. Diese Masse ist in solche Hohlräume entwichen, welche durch Ungenauigkeiten im Vorrücken entstehen.

Mit Rücksicht darauf, daß die Versuche in einer geraden Strecke gemacht wurden, in welcher das Profil ziemlich genau dem äußeren Umfang des Schildes entsprechend ausgebrochen wird, erscheint diese Masse verhältnismäßig sehr groß. Es ist wohl nicht ausgeschlossen, daß selbst während des Ausweichens des Betons in

die Hohlräume, durch die dabei in dem ganzen Gemenge entstehende Bewegung, noch ein weiteres Zusammendrücken in sich stattfindet. Jedenfalls ist aber schon hierdurch bestimmt erwiesen, daß der Beton tatsächlich nach allen Seiten ausweicht und daß nach dem Vordrücken der äußere Querschnitt des Mauerprofils genau dem ausgebrochenen Querschnitt entspricht, der Hauptzweck des ganzen Versuches also vollständig erreicht ist.

Zweifelloso könnte im Notfall die Beweglichkeit der Betonmischung durch Zugabe von etwas Traß noch wesentlich gesteigert werden. Bei den angestellten Versuchen war die Beigabe von Traß bereits ins Auge gefaßt, es wurde jedoch davon Abstand genommen, um ein allzu langsames Abbinden des Betons und damit einen zu großen Bedarf an Schalung zu vermeiden. Schon drei Stunden nach der Herstellung des ersten Betonstückes zeigte sich nach Wegnahme des Holzkränzes die darunterliegende Betonfläche außerordentlich fest, sodaß für die Stirnseite nach vollständiger Wegnahme des Ringes keinerlei Absteifung oder Sicherung notwendig war. Wie schon vorher angenommen, trat auch während des Vordrückens aus den Fugen der Schalung reichlich Wasser heraus. Ungefähr 48 Stunden nach der Herstellung des Betons wurden durch die Schalung Löcher gestemmt und während des Betonierens eingesetzte Holzdübel herausgenommen, wobei der gesamte Beton schon eine ganz außerordentliche Festigkeit zeigte. Außerdem wurde durch weitere noch gestemmt Probeflöcher festgestellt, daß die Betonmasse vollständig satt an das ausgebrochene Profil angepreßt war. Nur unmittelbar unter dem Holzring, und zwar soweit der Schildmantel von einem Vortrieb zum anderen über dem Betonmauerwerk stehen geblieben war, hat derselbe die innere Form des Schildmantels beibehalten, woraus zu schließen ist, daß, abgesehen von der jedenfalls beträchtlichen Reibung der Betonfläche am Holzring, das Mauerwerk in der Zeit bis zum nächsten Vortrieb, das sind ungefähr 9 Stunden, schon eine Festigkeit von mehr als 10 kg/qcm erreicht hatte. Die innere Schalung für den Beton hat sich bei den Versuchen als vollkommen standsicher erwiesen und zeigte nachher keinerlei Veränderung. Nachdem die Betonmasse noch mehrere Male auf ihre Festigkeit untersucht worden war, wurde nach acht Tagen die Schalung entfernt. Wie zu erwarten, zeigte sich die ganze Betonmasse vollständig geschlossen und durchaus gleichmäßig gut erhärtet. Irgend welche Risse oder Verdrückungen waren nicht zu bemerken, vielmehr entsprach der lotrechte Durchmesser genau dem wagrechten. Die Stärke der Betonmauer, welche ursprünglich 25 cm betrug, war im Mittel 27—28 cm, also ziemlich genau dem äußeren Durchmesser des Brustschildes entsprechend. Die Gesamtlänge der mit Beton hergestellten Versuchsstrecke ist rd. 5 m.

Ein Vergleich der vorbeschriebenen Betonbauweise mit der bisherigen Ausführung in Ziegelmauerwerk hat folgendes Ergebnis:

Die außerordentlich großen Vorteile der Betonbauweise gegenüber der Ausführung in Ziegelmauerwerk in technischer Hinsicht sind für jeden Fachmann aus dem Vorstehenden ohne Weiteres ersichtlich. Eine Vergleichsrechnung der Materialkosten von Ziegelmauerwerk und Beton fällt aber auch in den weitaus meisten Fällen zugunsten des letzteren aus, zumal bei diesem auch durch Wahl des günstigsten Mauerquerschnittes gegenüber Ziegelmauerwerk vielfach erheblich gespart werden kann. Man ist bei Wahl der Wandstärken nicht an ganze und halbe Steinstärken gebunden. Die Schalung wird für Beton allerdings erheblich teurer als für Mauerwerk, doch werden diese Unkosten durch raschere und billigere Herstellung des Betons mehr als ausgeglichen. Das Einbringen des Betons wird lediglich von ungelernten Arbeitern besorgt und auch von diesen sind nicht mehr erforderlich, als sonst zum Bedienen der Maurer nötig werden.

Bei Tunnelbauten unter Gewässern, namentlich bei solchen für Verkehrszwecke, wird man wohl auch in Zukunft die Verwendung von Eisenmängeln beibehalten, doch kommt der Eisenmantel nicht mehr für die Standsicherheit, sondern nur für die Dichtigkeit des Bauwerkes in Frage und wird dadurch naturgemäß viel schwächer und ebenso viel billiger. Der Durchmesser des Eisenmantels wird in diesem Fall um die doppelte Mauerstärke kleiner als der Schilddurchmesser, er entspricht also dem lichten Querschnitt des Tunnels und ersetzt somit gleichzeitig die innere Betonschalung. Nach außen ist der Blechmantel mit der ganzen Mauerstärke gegen Rost geschützt, während das Innere je nach dem Zweck des Tunnels mit Klinkern, Fliesen usw. verblendet wird.

Auf der beigegebenen Abbildung 1 ist die Gesamt-Disposition des Tunnelbetriebes für einen bestimmten Fall übersichtlich dargestellt, während Abbildung 2 den

eigentlichen Brustschild sowie die Ausführungsweise des Betonmauerwerkes näher veranschaulichen soll. Der verwendete Brustschild ist die denkbar einfachste Ausbildungsform derartiger Apparate und besteht lediglich aus einer zylindrischen Röhre mit den nötigen Versteifungsrippen und den in dieselben eingebauten Pressen.

Vermischtes.

Konstruktion der Groß-Markthalle am Südbahnhof in München. Zu unserer Veröffentlichung in No. 2 und 3 erhielten wir folgende Zuschrift: „Um eine richtige Beurteilung einer Eisenbetonkonstruktion zu ermöglichen, sollte für größere Ausführungen immer auf die statischen Verhältnisse näher eingegangen werden. Dieser Grundsatz ist in der Beschreibung der Groß-Markthalle am Südbahnhof in München vielleicht sogar zu ausführlich berücksichtigt, jedoch ist die dort mitgeteilte graphische Untersuchung des Hauptbinders nicht einwandfrei. Zur Ermittlung des Horizontalschubes dürfen die elastischen Gewichte nicht in den Schwerpunkten der einzelnen Rahmenteilchen angreifen, sondern sie sind für das zweite und dritte Seilpolygon nach den Antipolen der Kämpfersehne bezüglich der Elastizitätsellipse zu versetzen (vergl. Graphische Statik Dr. W. Ritter, Teil IV, Seite 59, 88 u. 89). Wie groß nun der unterlaufene Fehler ist und welchen Einfluß er auf die ganze Berechnung hat, läßt nur eine genaue Ausführung der Berechnung nach den vorerwähnten Angaben feststellen.“

R. Eichner, Dipl.-Ing. in Frankfurt a. M.

Hierauf entgegnet der Verfasser des betr. Artikels: „Die vorstehend ausgesprochene Ansicht, daß die elastischen Gewichte (höherer Ordnung) in den Antipolen der Kämpfersehne bezüglich der Elastizitätsellipse angreifen müssen, ist nicht unrichtig, dessen ungeachtet kann man sich bei der graphischen Rechnungsdurchführung die zeitraubende mechanische Arbeit des Aufzeichnens der Ellipsen und Bestimmung der Antipole ohne irgend welche Bedenken gegen Ungenauigkeit ersparen, wie nachstehend nachgewiesen werden soll.

Wirkt auf ein Rahmenelement eine beliebige Kraft ein (im vorliegenden Fall ist dies der Horizontalschub), so läßt sich diese Kraft stets zerlegen in eine normale Kom-

a sind die eisernen Vortriebmesser, b der Schildmantel, e die hydraulischen Pressen, f der eichene Kranz, gegen welchen die Pressen drücken, c die U-Eisenringe für die Schalung und d die Schalungsböhlen.

Das Verfahren ist zum Deutschen Reichs-Patent angemeldet. —

$$L' = \int_0^s \frac{M \cdot M'}{EJ} \cdot ds + \int_0^l \frac{N \cdot N'}{EF} \cdot ds + \int_0^l \varepsilon \Delta l \frac{M'}{h} \cdot ds + \int_0^l \varepsilon l N' \cdot ds$$

geschieht.

Durch die Vernachlässigung des Einflusses von Q verschwindet also die Halbachse i' der Elastizitäts-Ellipse.

Vernachlässigt man auch die Achsialkraft P, so tritt im Querschnitt nur Biegung auf, die Neutralachse rückt in die Mitte und der Antipol fällt mit dem Schwerpunkt des Querschnittes zusammen. Hieraus folgt, daß bei der analytischen Berechnung des Horizontalschubes mit Hilfe

$$\int_0^l \frac{M \cdot y \cdot ds}{EJ}$$

der Formel $H = \frac{\int_0^l \frac{M \cdot y \cdot ds}{EJ}}{\int_0^l \frac{y^2 \cdot ds}{EJ} + \int_0^l \frac{ds}{EF}}$ dem Versetzen der

$$\int_0^l \frac{y^2 \cdot ds}{EJ} + \int_0^l \frac{ds}{EF}$$

elastischen Gewichte II. Ordnung nach den Antipolen der

Integralwert $\int_0^l \frac{ds}{EF}$ im Nenner entspricht.

Abbildung 2.

Um den Einfluß dieses Gliedes diskutieren zu können, sei ein sattelförmiger Rahmen gewählt, Abbildung 2, mit

$$h = 1, f = 2h, l = 4h$$

$$d = 0,2h, b = 0,15h.$$

Diese Annahmen entsprechen dem in Frage stehenden Hauptbinder. d und b bedeuten Querschnittsdimensionen des Rahmens. Es wird dann mit

$$y = h + \frac{2f}{l}x.$$

$$\int_0^l y^2 \cdot ds + \int_0^l \frac{ds \cdot J}{F} = hl \left(h + f + \frac{f^2}{3} \right) + \frac{l \cdot i^2}{\cos \varphi^2}$$

$$= 4 \left(1 + 2 + \frac{4}{3} \right) + \frac{4 \cdot 0,2^2}{0,5} = 17,32 + 0,266 = 17,32 (1 + 0,155 \%)$$

Der Horizontalschub wird somit bei Vernachlässigung der Längskraft um 0,155 % zu groß. Hr. Ober-Ingenieur Gottschalk findet in einer Erwiderung auf eine Zuschrift für den Einfluß dieser Längskraft für einen Rahmen mit geraden Querbalken $\frac{1}{3} \%$. (Vergl. Beton und Eisen 1906 Seite 295.) Setzen wir $f = 0$, so wird φ ebenfalls 0 und

$$\int_0^l y^2 \cdot ds + \int_0^l \frac{ds \cdot J}{F} = 4 + 0,0132 = 4 (1 + 0,30 \%),$$

also ebenfalls $\frac{1}{3} \%$. In der graphischen Untersuchung wurde der Horizontalschub zu 19400 kg ermittelt. Er wäre darnach um $19400 \cdot 0,00155 = 30$ kg zu groß. In der vorgeführten Berechnung ist jedoch der Einfluß der Längskraft nicht vernachlässigt, sondern er kommt in dem

Quotienten $\frac{23,42 \cdot 800 + 30,8}{23,42 \cdot 800 + 30,8}$ durch das rechnerisch ermittelte Nennerglied 30,8 zum Ausdruck.

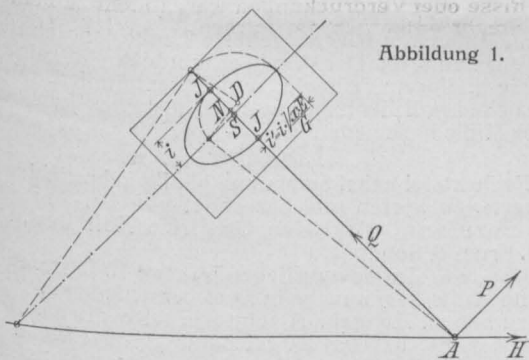
Durch vorstehende Darlegung dürfte zur Genüge erwiesen sein, daß man in der Praxis ruhig den von mir bei der Berechnung des Binders eingeschlagenen Weg verfolgen kann, und Einwendungen gegen Ungenauigkeiten der Berechnung um so hinfalliger sind, als durch analytische Hilfsrechnung dem Versetzen der elastischen Gewichte II. Ordnung nach den Antipolen der Krafttrichtung der Normalkomponenten bezüglich der Zentralellipse Rechnung getragen wird. —

B. Rueb, Dipl.-Ing. in München.

Ueber die Frage der beschleunigten Prüfung des Portland-Zementes auf Raumbeständigkeit führte Hr. Prof. Dr.-Ing. Rud. Dyckerhoff, Amöneburg, auf der letzten General-Versammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ Folgendes aus:

Ich möchte heute hier den Standpunkt darlegen, den wir in Deutschland, sowohl die Fabrikanten als auch das

Abbildung 1.



ponente P und eine vertikale Komponente Q (Abb. 1). Die exzentrisch wirkende Kraft P beansprucht den Querschnitt mit einem Achsialdruck P und einem Biegemoment $P \cdot y$. Es findet somit eine Drehung der Querschnittsebene um eine Neutralachse N statt. Der Kraftangriffspunkt A und Punkt A bilden auf der Y-Achse mit den Endpunkten der Trägheitsradien i (Halbachsen der Zentral-Ellipsen) und S als Mittelpunkt eine Involution, mit anderen Worten, die Neutralachse ist die Antipolare zu dem Angriffspunkt A bezüglich der Punkte J.

Die Kraft Q geht durch den Schwerpunkt S; ihre Drehachse liegt im Unendlichen. Es tritt somit eine Querschnittsverschiebung ein. Unter dem Einfluß dieser Querschnittsverschiebung wird die Neutralachse N nach D gerückt. Es läßt sich dann ein Beweis führen, daß der Punkt D der Antipol zu der Kraft H bezüglich einer Ellipse (Elastizitäts-Ellipse) mit den Halbachsen i und $i' = i \sqrt{\frac{x \cdot E}{G}}$ ist.

Hierin bedeutet E den Elastizitäts-Modul, G den Gleitmodul und x einen Koeffizienten, der nur von der Querschnittsform abhängig ist.

Der Einfluß von Q auf die statisch unbestimmte Größe hat keine praktische Bedeutung, weshalb hier nicht näher darauf eingegangen wurde, und kann bei einer graphischen Untersuchung ebensogut vernachlässigt werden, wie dies durchweg bei den analytischen Berechnungen mit Hilfe der Arbeitsgleichung

15. April 1911.

kgl. Material-Prüfungsamt in Gr.-Lichterfelde, bei der Prüfung der Raumbeständigkeit von Portland-Zement einnehmen. Auf dem Internationalen Kongreß in Kopenhagen im Sept. 1909 wurde von den deutschen Teilnehmern Protest erhoben gegen den Beschluß, die Le Chatelier-Probe als normale, beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe für Zemente zu empfehlen. Die Le Chatelier-Probe ist bekanntlich eine Kochprobe, bei der die durch die Ribbildung an Normenkuchen hervorgerufene Ausdehnung durch den Abstand zweier Nadeln, die am Le Chatelier-Ring angebracht sind, in vergrößertem Maßstab gemessen wird. Unsere von mir vorgetragene Begründung stützte sich auf die Ergebnisse der umfassenden und auf längere Beobachtungszeit ausgedehnten Versuche, welche das kgl. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde gemeinsam mit unserem Verein im Jahr 1896 ausgeführt hat. Unsere Gründe gegen die Le Chatelier-Probe wurden nicht widerlegt, die Franzosen und Engländer erklärten die Le Chatelier-Probe als beste Probe zur beschleunigten Raumbeständigkeitsprüfung von Portland-Zement. Hr. Blount, der Vorsitzende der Kommission 32 für beschleunigte Raumbeständigkeitsproben sagte: „Wenn die deutschen Zemente die Kochprobe nicht bestehen, müsse er eben ihre Raumbeständigkeit bestreiten“. Ich bedauerte, daß die Zeit zur Beratung des Vorschlages der Kommission 32 so kurz war; der Vorsitzende drängte zum Schluß, sonst hätte die Teilnehmer gern aufgefordert, unsere gegen die Le Chatelier-Probe vorgebrachten Gründe zu widerlegen.

Hr. Prof. Schüle in Zürich, gab später in einer Sitzung von schweizerischen Mitgliedern des Internationalen Verbandes einen Bericht über die Verhandlungen auf dem Kopenhagener Kongreß. Er sagte u. a., daß die Kaltwasser-Probe der deutschen Normen zwar genügend sei für Zementarbeiten unter Wasser oder im Freien, dagegen sei sie für Arbeiten in trockener Luft ungenügend. Weiter wies er darauf hin, daß in der Prüfungsanstalt Zürich schon unter Prof. Tetmajer und auch jetzt bei ihm Zemente vorliegen, welche die Kochprobe nicht bestanden haben und deren Normenkuchen bei Luftlagerung nach längerer Zeit mürbe wurden. Solche Zemente, also Zemente, die die Kochprobe nicht aushielten, wären deshalb bei Verarbeitung an trockener Luft, z. B. im Hochbau, auszuschließen.

Demgegenüber muß ich bemerken, daß ich bei der Begründung unseres Protestes ausdrücklich gesagt habe, daß mit sämtlichen geprüften 10 Portland-Zementen, von welchen verschiedene die Kochprobe nicht bestanden, Festigkeitsprüfungen in fetter und magerer Mischung bei Wasser- und Luft-Erhärtung bis zu zwei Jahren Erhärtungsdauer ausgeführt wurden, wobei eine Zunahme der Festigkeit der beiden Erhärtungsarten stattfand, also auch bei den Zementen, welche die Kochprobe nicht aushielten. Solche Zemente werden sich daher auch bei Verwendung an der Luft (Hochbau betr.) bewähren.

Ferner habe ich mitgeteilt, daß sämtliche mit diesen 10 Zementen ausgeführten Werkstücke nach 12jähriger Lagerung an der Luft im Freien sich gut erhalten haben, und auf die Veröffentlichung dieser umfangreichen Versuche in den Mitteilungen des kgl. Materialprüfungsamtes Gr.-Lichterfelde, Jhrg. 1899, Ergänzungsheft 1, verwiesen.

Daß Normenkuchen, also dünne Proben aus reinem Zement, welche die ersten 24 Stunden an feuchter Luft erhärten und dann nur an der trockenen Luft im Zimmer lagern, nach längerer Zeit mürbe werden können, war uns seinerzeit natürlich auch bekannt; übrigens gibt es auch Portland-Zemente, welche die Kochprobe bestanden haben und deren Normenkuchen ebenfalls bei reiner Luftlagerung mürbe werden. Anders verhält es sich aber, wenn der Zement auch bei Luftlagerung mit Sand zu Probekörpern verarbeitet oder in der Praxis verwendet wird. Deshalb haben wir seinerzeit bei unseren oben angeführten Versuchen auch Festigkeitsprüfungen mit fetten und mageren Mörteln bei Wasserlagerung, 3 Tage Wasser, dann Luft, und reiner Luftlagerung ausgeführt.

Hr. Prof. Schüle sagt am Schluß seines Berichtes: „Die Gegner der Kochprobe haben bis zur Stunde den Beweis für die Unzuverlässigkeit der Kochprobe und für die Zuverlässigkeit der Kaltwasserprobe bei Verwendung des Zementes in trockener Luft nicht gegeben“.

Demgegenüber möchte ich betonen, daß, wie eben dargelegt, auch die Zemente, welche die Kochprobe nicht aushielten, sich bei der Verwendung an trockener Luft bewährt haben, und daß dagegen bis jetzt die Verteidiger der Koch- bzw. der Le Chatelier-Probe den Beweis noch nicht erbracht haben, daß Zemente, die bei der Le Chatelier-Probe einen Ausschlag der Nadelspitzen von mehr als 10 mm geben, sich bei der Verwendung in der Praxis, besonders in der Luft (Hochbau), als bedenklich erweisen.

Auf dem Kongreß in Kopenhagen haben wir uns be-

reit erklärt, weiter nach einer der Praxis entsprechenden, beschleunigten Raumbeständigkeitsprobe für Zement zu suchen. Solange aber keine zuverlässige, beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe gefunden ist, müssen wir an der seitherigen Normenprobe, die sich für die praktische Verwendung der Zemente durchaus bewährt hat, festhalten.

Nach dem Bericht von Hrn. Schindler kommt die Kochprobe nach Le Chatelier wegen der großen Unzuverlässigkeit der an verschiedenen Stellen gefundenen Ergebnisse für uns nicht mehr in Betracht und ebenso auch nach den Mitteilungen von Hrn. Dr. Strebel über die Verhandlungen des „Concrete Institute“ in London. Für jede neue beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe müßten, wie Hr. Schindler auch gesagt hat, zur Beurteilung ihrer Brauchbarkeit ähnliche Versuche wie die oben erwähnten vom Jahre 1896 ausgeführt werden, also Festigkeitsversuche bei Wasser- und Luftlagerung, sowie Werkstücke, der praktischen Verwendung entsprechend im Freien und im geschlossenen Raum lagernd. Vielleicht gelingt es — auf einfache Art — eine zulässige Höchstausschlag des Zementes bei Wasserlagerung nach kürzerer Frist von 3–7 Tagen festzustellen, deren Grenze nicht überschritten werden dürfte und damit eine beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe zu erhalten, welche für die Verwendung des Zementes in Wasser, im Freien und an der Luft zuverlässige Ergebnisse liefert.“

Dr. Gustav Leube in Ulm, ein Senior der deutschen Zementindustrie, beging am 10. d. M. seinen 75. Geburtstag, noch immer in einflußreicher Weise tätig auf einem Gebiet, auf dem er sich schon als junger Mann durch wissenschaftliche Arbeiten die Sporen verdient hat. Ursprünglich Apotheker, dann Chemie studierend, trat er nach längerer Studienreise namentlich nach England, dem damaligen Lehrmeister auf dem Gebiet der Portland-Zement-Industrie, in diese zu einer Zeit ein, als sie gerade anfang in Deutschland einen lebhafteren Aufschwung zu nehmen. In der väterlichen Fabrik in Ulm, die mit zu den ältesten Portland-Zementfabriken in Deutschland gehört und sich aufgebaut hat auf der schon 1838 begründeten Leube'schen Romanzement-Fabrik, wurde der junge Leube in die Praxis der Zementfabrikation eingeführt. Später übernahm er die Fabrik Gebr. Leube als Leiter und gehört noch heute den beiden aus ihr entwickelten Unternehmungen bei Ulm und Salzburg als Mitglied des Aufsichtsrates bzw. als Vorsitzender des Verwaltungsrates an. Im „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“, dem er von Anfang an beitrug, gehörte Leube jahrzehntelang dem Vorstände an. Der Verein ernannte ihn für seine Verdienste in diesem Frühjahr zum Ehrenmitglied. Möchte dem lebenswürdigen Manne noch manches Jahr behaglicher Muße beschieden sein. —

Literatur.

Rechentafel nebst Sammlung häufig gebrauchter Zahlenwerte, entworfen und berechnet von Dr.-Ing. Dr. H. Zimmermann, Wirkl. Geh. Ob.-Brt. 6. Aufl. Berlin 1910. Wilh. Ernst & Sohn.

Das in 6. Auflage vorliegende, etwa 20 Jahre alte bekannte Werk ist nunmehr in zwei verschiedenen Ausgaben zu haben. Ausgabe A zeigt wie seither in der Hauptsache das bis zu 1000×100 reichende „große Einmaleins“, überdies die Faktortafel und die Zusammenstellung wichtiger Zahlenwerte und kostet geb. 5 M. Ausgabe B enthält noch eine herausnehmbare 20 Seiten starke Quadrattafel, welche auf Anregung von Prof. Curtius Müller in Bonn hinzugefügt wurde, und gegen einen Mehrpreis von 1 M. mitbezogen werden kann. Dafür sind in Ausgabe B die für den Sachkundigen allerdings entbehrlichen Beispiele weggeblieben. Der Umfang der Quadrattafel reicht bis $10\,000^2$ bei Abkürzung der beiden letzten Stellen im Ergebnis. Dieser Umfang ist viel besser ausreichend als derjenige, welchen die Zahlentafeln bekannter Hilfsbücher (wie z. B. der „Hütte“) oder auch des in Frage stehenden Hauptwerkes selbst am Fuß einer jeden zweiten Seite aufweisen. Der Druck ist vorzüglich deutlich und übersichtlich, und es wäre nur zu wünschen, daß die kleine Quadrattafel von den Besitzern älterer Auflagen der Zimmermann'schen Rechentafel nachbezogen werden könnte. Das ganze durch Handlichkeit vor ähnlichen Zahlenwerken sich auszeichnende Buch kann warm empfohlen werden; es bildet eine bemerkenswerte Station auf der am logarithmischen Abweg vorbei zur modernen Universalrechenmaschine führenden Straße. Für Zwischenrechnungen leistet es auch dem Maschinenrechner große Dienste. —

Dr.-Ing. R. Färber, Frankfurt a. M.

Inhalt: Gewölbte Hallenüberdeckung im Krematorium Dresden-Tolkewitz. — Etwas über Tunnelbau mit Schild und Preßluft. Versuche mit Ausmauerung in Beton. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.